

TUGAS AKHIR

**ALTERNATIF DESAIN STRUKTUR AUDITORIUM
FAKULTAS TEKNIK UNIVERSITAS HASANUDDIN**

***ALTERNATIVE DESIGN OF AUDITORIUM STRUCTURE
FACULTY OF ENGINEERING HASANUDDIN UNIVERSITY***

**A. M. IMAM ARDIANSYAH
D111 16 034**



**PROGRAM SARJANA DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK
UNIVERSITAS HASANUDDIN
2020**

LEMBAR PENGESAHAN



KEMENTERIAN PENDIDIKAN DAN KEBUDAYAAN
FAKULTAS TEKNIK UNIVERSITAS HASANUDDIN
DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL

Jl. Perintis Malina km. 6 Bontomaranna, 92172, Kab. Gowa, Sulawesi Selatan
☎ <http://civil.unhas.ac.id> ✉ civil@eng.unhas.ac.id

LEMBAR PENGESAHAN TUGAS AKHIR

Tugas akhir ini diajukan untuk memenuhi salah satu syarat dalam menyelesaikan studi pada Departemen Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Hasanuddin, Makassar.

Judul Tugas Akhir

**ALTERNATIF DESAIN STRUKTUR AUDITORIUM FAKULTAS TEKNIK
UNIVERSITAS HASANUDDIN**

Disusun oleh

A. M. IMAM ARDIANSYAH
D111 16 034

Telah diperiksa dan disetujui oleh dosen pembimbing

Pembimbing I

Pembimbing II

Dr. Eng. Hj. Rita Irmawaty, ST, MT
NIP: 197206192000122001

Dr. Eng. Ardy Arsyad, ST, M.Eng.Sc
NIP: 197607072005011002

Departemen
Teknik Sipil

Prof. Dr. H. M. Wahid Tiarompe, ST, M.Eng
NIP: 195005292002121002

PERNYATAAN KEASLIAN KARYA ILMIAH

Yang bertanda tangan di bawah ini, nama A. M. Imam Ardiansyah, dengan ini menyatakan bahwa skripsi yang berjudul "**Alternatif Desain Struktur Auditorium Fakultas Teknik Universitas Hasanuddin**", adalah karya ilmiah penulis sendiri, dan belum pernah digunakan untuk mendapatkan gelar apapun dan dimanapun.

Karya ilmiah ini sepenuhnya milik penulis dan semua informasi yang ditulis dalam skripsi yang berasal dari penulis lain telah diberi penghargaan, yakni dengan mengutip sumber dan tahun penerbitannya. Oleh karena itu semua tulisan dalam skripsi ini sepenuhnya menjadi tanggung jawab penulis. Apabila ada pihak manapun yang merasa ada kesamaan judul dan atau hasil temuan dalam skripsi ini, maka penulis siap untuk diklarifikasi dan mempertanggungjawabkan segala resiko.

Gowa, 21 Juli 2020

Yang membuat pernyataan,

A. M. Imam Ardiansyah
NIM: D111 16 034

KATA PENGANTAR

Alhamdulillahirabbil'aalamin, Allahumma shalli 'ala sayyidina Muhammad wa 'ala ali sayyidina Muhammad. Puji dan syukur penulis panjatkan kepada Allah SWT., Tuhan Yang Maha Esa, karena hanya atas berkah, rahmat dan hidayah-Nya lah sehingga penulis dapat menyelesaikan tugas akhir yang berjudul "**ALTERNATIF DESAIN STRUKTUR AUDITORIUM FAKULTAS TEKNIK UNIVERSITAS HASANUDDIN**", sebagai salah satu syarat yang diajukan untuk menyelesaikan studi sarjana pada Departemen Sipil Fakultas Teknik Universitas Hasanuddin, sekaligus hanya karena-Nya lah penulis ada di dunia ini.

Tentunya tugas akhir ini memerlukan proses yang tidak singkat. Perjalanan yang dilalui penulis dalam menyelesaikan tugas akhir ini, yang sekaligus menutup perjalanan penulis dalam menempuh pendidikan sarjana tidak lepas dari bantuan berbagai pihak. Dengan segala kerendahan hati, penulis ingin menyampaikan terima kasih serta penghargaan yang setinggi-tingginya kepada semua pihak yang telah membantu, yaitu kepada:

1. Ibu Dr. Eng. Hj. Rita Irmawaty, S.T., M.T., selaku dosen pembimbing I, yang telah memberikan kesempatan kepada penulis untuk mengambil tugas akhir desain, sekaligus telah membimbing dan banyak menyampaikan ilmu yang bermanfaat selama pengerjaan tugas akhir ini dan selama penulis menempuh pendidikan S1. Semoga segala

ilmu, waktu yang telah diluangkan, dan kesabaran beliau diberi ganjaran pahala oleh Tuhan Yang Maha Kuasa. Dan semoga beliau senantiasa diberi keberkahan rezeki dan usia oleh Tuhan Yang Maha Pemurah.

2. Bapak Dr. Eng. Ardy Arsyad, S.T., M.Eng.Sc., selaku dosen pembimbing II, yang telah membimbing dan juga banyak menyampaikan ilmu yang bermanfaat selama pengerjaan tugas akhir ini dan selama penulis menempuh pendidikan S1. Penulis juga menyampaikan terimakasih atas kesempatan yang diberikan dalam pengembangan diri penulis, seperti menjadi asisten pada beberapa mata kuliah dan aktif dalam berbagai kegiatan beliau. Semoga keberkahan rezeki dan usia senantiasa dicurahkan oleh Tuhan Yang Maha Pemurah kepada beliau. Dan semoga segala ilmu, waktu yang telah diluangkan diberi ganjaran pahala oleh Tuhan Yang Maha Kuasa.
3. Bapak Prof. Dr. Ing. Ir. Herman Parung, M. Eng., selaku dosen penguji I, atas masukan yang diberikan dalam pelengkapan tugas akhir ini.
4. Bapak Dr. Eng. Muh. Akbar Caronge, S.T., M.Eng., selaku dosen penguji II, atas berbagai masukan yang diberikan dalam pelengkapan tugas akhir ini.
5. Bapak Ir. H. Achmad Bakri Muhiddin, M.Sc., Ph.D., atas segala ilmu yang telah beliau sampaikan, sekaligus secara tidak langsung telah membentuk karakter akademik penulis menjadi lebih baik selama

penulis mengikuti kelas-kelas perkuliahan beliau . Semoga segala ilmu dan waktu yang telah diluangkan oleh beliau diberi ganjaran pahala oleh Tuhan Yang Maha Kuasa. Dan semoga beliau senantiasa diberi keberkahan rezeki dan usia oleh Tuhan Yang Maha Pemurah.

6. Seluruh dosen Departemen Sipil Fakultas Teknik Universitas Hasanuddin yang tidak dapat penulis sebutkan satu-persatu.
7. Seluruh staf Departemen Sipil Fakultas Teknik Universitas Hasanuddin, terutama Kak Oshin yang telah membantu cepatnya pengurusan berkas.
8. Bapak Prof. Dr. Ir. Muh. Arsyad Thaha, M.T., selaku Dekan Fakultas Teknik Universitas Hasanuddin.
9. Bapak Prof. Dr. H. Muh. Wihardi Tjaronge, S.T., M.Eng., selaku ketua Departemen Sipil Fakultas Teknik Universitas Hasanuddin.
10. Bapak Prof. Dr. Ir. Rudy Djamaluddin, S.T., M.Eng, selaku Kepala Laboratorium Riset Rekayasa dan Perkuatan Struktur yang menghimpun dan mewadahi mahasiswa dalam menyelesaikan program studi.
11. Bapak Dr. Eng. Fakhrudin, S.T., M.Eng., selaku dosen Laboratorium Riset Rekayasa dan Perkuatan Struktur, yang telah memberikan masukan yang berarti kepada penulis.
12. Kak Andi Baso Firmansyah S.T., yang cukup banyak membantu menjawab dan mendengarkan pertanyaan-pertanyaan penulis dalam

pengerjaan tugas akhir ini, dan Kak Nadhila Faraswati S.T., atas referensi yang sangat bermanfaat dalam pengerjaan tugas akhir ini.

13. Tris Yuliana, sesama mahasiswa yang mengambil tugas akhir desain sekaligus yang telah membantu membuat beberapa gambar hasil desain pada tugas akhir ini.
14. Rekan-rekan KKD Struktur 2016, Dhede, Uqbah, Anse, Indra, Zul, Teguh, Erli, Mudhat, Halima S.T., Ria S.T., Mizi, Fadhly, Rifqi, Mus, Fandu, Heru, Bella, dan Adit atas segala bantuan dan dukungannya dalam penyelesaian tugas akhir ini.
15. Aimi, Geby, Ainun, Fachmy, dan Nando atas segala informasi yang bermanfaat dalam pengurusan berkas ujian tutup dan wisuda.
16. Teman-teman PATRON 2017 (Teknik Sipil dan Lingkungan 2016) secara menyeluruh, yang senantiasa menemani keseharian di kampus dan bersama-sama melalui proses yang ada baik akademik maupun non-akademik sehingga membuat penulis menjadi pribadi yang lebih baik, dan kelak menjadi cerita.
17. HMS FT-UH dan kanda-kanda senior yang telah mewadahi dalam pengembangan diri.
18. Kak Rustam, yang telah banyak memberikan dukungan moril selama penulis menjalani perkuliahan, Ustadz Taju, Pak Mursyid, Pak Taufiq, Mas Jul, Ustadz Rahim, Dimas, Amran, Affandy, Nurtang dan seluruh rekan-rekan dakwah yang senantiasa menasihati dan saling mengajak dalam kebaikan.

19. Kementerian Pendidikan dan Kebudayaan, yang telah mempercayakan penulis sebagai penerima dana beasiswa yang sangat membantu selama penulis menempuh pendidikan S1.
20. Seluruh pihak yang mungkin terlewatkan dan tidak dapat penulis sebutkan satu-persatu.
21. Dan yang terakhir, kepada kedua orang tua tercinta. Tugas akhir ini penulis dedikasikan kepada beliau berdua. Etta, A. Saddiah Amd., sosok manusia yang luar biasa, atas segala kesabaran, senantiasa memberikan support kepada penulis berupa moril dan materil, serta tentunya do'a yang tiada henti. Bapak, Muh. Darwis Yunus, S.E. yang juga senantiasa memberi support moril dan materil kepada penulis dan do'a yang tiada putusnya. Saking besarnya jasa beliau berdua dalam hidup penulis sehingga penulis tidak mampu banyak merangkai kata. Yang jelas semoga Allah SWT. membalas semua kebaikan beliau berdua dengan balasan yang tertinggi yaitu dengan syurga-Nya kelak. Kepada kakak, A. M. Miftah Farid, S.Pd., sosok yang bijak, dan adik, A. M. Faudzul Adziim, atas segala kesabaran dan senantiasa memberi support serta penulis yakini mereka juga senantiasa memanjatkan do'a yang terbaik. Semoga kita semua bisa tetap berkumpul bersama di tempat yang terindah kelak.

Penulis menyadari bahwa di dalam tugas akhir ini tidak luput dari kekurangan. Oleh karena itu dengan segala keterbukaan, penulis

menerima kritik dan masukan yang bersifat membangun dari berbagai pihak. Penulis juga terbuka terhadap diskusi mengenai tugas akhir ini ataupun terkait ilmu desain. Akhir kata, semoga Tuhan Yang Maha Esa senantiasa melimpahkan rahmat dan hidayah-Nya kepada kita semua, dan tugas akhir ini dapat memberikan manfaat tidak hanya bagi penulis, tapi juga bagi pembaca serta dapat menjadi referensi dalam pengerjaan tugas akhir desain ke depannya khususnya di Teknik Sipil Unhas.

Makassar, 5 Agustus 2020

Penulis

ABSTRAK

Fakultas Teknik adalah fakultas dengan jumlah mahasiswa terbanyak di Universitas Hasanuddin. Dengan adanya jumlah mahasiswa yang besar, mendorong diperlukannya beragam fasilitas penunjang kegiatan civitas akademika Fakultas Teknik Unhas. Salah satu fasilitas yang saat ini diperlukan adalah sebuah auditorium fakultas. Untuk menghindari kegagalan struktur auditorium yang dapat menimbulkan kerugian jiwa maupun materi, maka diperlukan perencanaan struktur yang aman dan mengacu pada kaidah-kaidah perencanaan yang berlaku.

Pada tugas akhir ini dilakukan desain atau perencanaan dimensi dan penulangan elemen struktur serta pondasi Auditorium Fakultas Teknik Unhas yang aman terhadap beban gravitasi dan beban gempa sesuai dengan standar yang berlaku. Perencanaan elemen struktur difokuskan pada elemen kolom, balok, dan pelat.

Auditorium Fakultas Teknik Unhas terdiri dari 3 lantai utama yang dilengkapi dengan tribun dan 1 lantai semi-basement. Lokasi auditorium masuk pada kategori desain seismik C. Struktur di desain dengan material beton bertulang dan sistem struktur yang digunakan adalah sistem rangka pemikul momen menengah (SRPMM). Analisis gempa yang digunakan adalah analisis respon spektrum. Analisis dan desain struktur dilakukan dengan bantuan perangkat lunak ETABS.

Hasil desain elemen struktur berupa kolom, balok, dan pelat telah aman terhadap seluruh kombinasi pembebanan. Pondasi yang digunakan adalah pondasi tiang pancang, dimana pondasi beserta pile cap juga telah di desain dengan aman terhadap reaksi perletakan struktur dengan menggunakan data tanah lokasi auditorium.

Kata Kunci: ETABS, Desain Struktur, Pondasi, Beton Bertulang, Gempa

DAFTAR ISI

LEMBAR PENGESAHAN	i
PERNYATAAN KEASLIAN KARYA ILMIAH	ii
KATA PENGANTAR	iii
ABSTRAK	ix
DAFTAR ISI	x
DAFTAR GAMBAR	xii
DAFTAR TABEL	xiv
BAB 1. PENDAHULUAN	1
A. Latar Belakang	1
B. Rumusan Masalah	2
C. Tujuan Penulisan.....	2
D. Batasan Masalah.....	2
BAB 2. TINJAUAN PUSTAKA	4
A. Pembebanan Struktur	4
B. Perencanaan Struktur Tahan Gempa.....	5
C. Kombinasi Pembebanan	9
D. Perencanaan Elemen Struktur Atas	12
E. Perencanaan Pondasi	23
BAB 3. GAMBARAN UMUM dan METODE DESAIN	35
A. Gambaran Umum.....	35
B. Standar dan Rujukan Yang Digunakan	35
C. Denah Bangunan	36
D. Metode Desain Struktur.....	40
E. Spesifikasi Material	41
F. Beban-beban yang Bekerja	41
G. Pemodelan Struktur.....	50
BAB 4. HASIL DAN PEMBAHASAN	52
A. Preliminary Design	52
B. Respon Struktur	64

C. Desain Penulangan	76
D. Desain Pondasi	91
BAB 5. KESIMPULAN DAN SARAN.....	130
A. Kesimpulan.....	130
B. Saran.....	130
DAFTAR PUSTAKA.....	131

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1. Metode Desain Balok Tulangan Rangkap	14
Gambar 2. Metode Desain Balok T dan L	15
Gambar 3. Metode Desain Tulangan Geser Balok.....	16
Gambar 4. Metode Desain Tulangan Longitudinal Kolom	20
Gambar 5. Metode Desain Tulangan Geser Kolom.....	21
Gambar 6. Ilustrasi Tipe Pondasi Tiang	26
Gambar 7. Grafik Solusi Brom Untuk Daya Dukung Lateral Ultimit.....	31
Gambar 8. Pondasi Tiang Bekerja Secara Grup	32
Gambar 9. Interaksi Tanah Pada 2 Pondasi Tiang.....	33
Gambar 10. Lokasi Auditorium	35
Gambar 11. Denah Lantai Basement Belakang	36
Gambar 12. Denah Lantai 1 Depan dan Lantai 1 Belakang	37
Gambar 13. Denah Lantai 2 Belakang dan Tribun	37
Gambar 14. Denah Tribun Lantai 3	38
Gambar 15. Denah Lantai Torrent.....	38
Gambar 16. Denah Lantai Atap.....	39
Gambar 17. Potongan Arah Y	39
Gambar 18. Metode Desain Struktur.....	40
Gambar 19. Spektrum Respons Lokasi Auditorium.....	48
Gambar 20. Model 3D AutoCAD Struktur Auditorium.....	50
Gambar 21. Model 3D ETABS Struktur Auditorium.....	51
Gambar 22. Pengecekan Kemungkinan Adanya <i>Error</i> atau <i>Warning</i>	51
Gambar 23. Pelat Yang Ditinjau	54
Gambar 24. Kolom Yang Ditinjau	57
Gambar 25. Pendefinisian Dimensi Frame Hasil Preliminary Design	62
Gambar 26. Pendefinisian Dimensi Pelat Hasil Preliminary Design	63
Gambar 27. Hasil <i>Assign</i> Dimensi Balok Preliminary Design Pada Lantai 4 Bagian Depan Auditorium	63

Gambar 28. Hasil <i>Assign</i> Dimensi Kolom Preliminary Design Pada Salah Satu Potongan Bagian Depan Auditorium	64
Gambar 29. Kombinasi Pembebanan Pada ETABS	65
Gambar 30. Model 3D Struktur Siap Dilakukan <i>Running Analysis</i>	65
Gambar 31. Salah Satu Hasil <i>Running Analysis</i> Berupa Diagram Gaya Dalam (Momen 3-3).....	66
Gambar 32. Input Faktor Skala Baru Gempa Arah X	71
Gambar 33. Input Faktor Skala Baru Gempa Arah Y	71
Gambar 34. Elemen Pelat Lantai Di Definisikan Sebagai Diafragma	72
Gambar 35. Grafik Gaya Geser Tiap Lantai.....	75
Gambar 36. Seluruh Elemen Frame Melewati Proses Desain	76

DAFTAR TABEL

Tabel 1. Beban Dinding	42
Tabel 2. Kategori Resiko	44
Tabel 3. Faktor Keutamaan Gempa	45
Tabel 4. Data Uji Tanah SPT	46
Tabel 5. Kategori Desain Seismik berdasarkan S_{DS}	48
Tabel 6. Kategori Desain Seismik berdasarkan S_{D1}	49
Tabel 7. Faktor R , Ω_0 , dan C_d untuk Sistem Penahan Gaya Gempa	49
Tabel 8. Pengelompokan Dimensi Balok Induk	52
Tabel 9. Dimensi Balok Induk Yang Digunakan	53
Tabel 10. Dimensi Balok Anak Yang Digunakan	53
Tabel 11. Perhitungan Nilai α_1	55
Tabel 12. Perhitungan Nilai α_2	55
Tabel 13. Perhitungan Tebal Pelat	56
Tabel 14. Beban Tribun 3	58
Tabel 15. Beban Pelat Lantai	58
Tabel 16. Beban Koridor Tribun 2	59
Tabel 17. Beban Tribun 3 Kantilever	59
Tabel 18. Perhitungan Beban Kolom Tanpa Tambahan Beban	60
Tabel 19. Perhitungan Dimensi Kolom Tanpa Tambahan Beban	60
Tabel 20. Perhitungan Beban Kolom Dengan Tambahan Beban Pengganti Atap 500 kN	61
Tabel 21. Perhitungan Dimensi Kolom Dengan Tambahan Beban Pengganti Atap 500 kN	61
Tabel 22. Rekapitulasi Dimensi Kolom Bukan Tempat Atap Bertumpu ...	62
Tabel 23. Rekapitulasi Kolom Tempat Atap Bertumpu	62
Tabel 24. Partisipasi Massa	67
Tabel 25. Penentuan Nilai Perioda	68
Tabel 26. Perbandingan Gaya Geser Dasar	70
Tabel 27. Koreksi Faktor Skala	70

Tabel 28. Nilai V_t Yang Baru	71
Tabel 29. Perhitungan Simpangan Antar Lantai Akibat Gempa Arah X ..	73
Tabel 30. Perhitungan Simpangan Antar Lantai Akibat Gempa Arah Y ..	74
Tabel 31. Gaya Geser Tiap Lantai Arah X.....	74
Tabel 32. Gaya Geser Tiap Lantai Arah Y.....	75
Tabel 33. Kontrol Luas Tulangan Minimum Kolom	77
Tabel 34. Tulangan Longitudinal Kolom	78
Tabel 35. Tulangan Sengkang Kolom Yang Digunakan	79
Tabel 36. Kontrol Luas Tulangan Minimum Balok	82
Tabel 37. Luas Tulangan Sengkang dan Torsi Perlu Balok Output ETABS	82
Tabel 38. Rekapitulasi Luas Tulangan Balok	83
Tabel 39. Konfigurasi Tulangan Balok.....	84
Tabel 40. Panjang Penyaluran Tulangan	86
Tabel 41. Nilai Momen Maksimum Pelat Hasil Analisis ETABS	87
Tabel 42. Reaksi Perletakan Maksimal Tiap Joint.....	91
Tabel 43. Hasil Uji Tanah	93
Tabel 44. Perhitungan Nilai Kohesi	97
Tabel 45. Penentuan Nilai K.....	97
Tabel 46. Jumlah Tiang Tiap Joint.....	99
Tabel 47. Rekapitulasi Perhitungan Jumlah Tiang Baru.....	102
Tabel 48. Rekapitulasi Kontrol Jumlah Tiang	104
Tabel 49. Perhitungan P_{max} dan H_{max}	106

BAB 1. PENDAHULUAN

A. Latar Belakang

Fakultas Teknik adalah fakultas dengan jumlah mahasiswa terbanyak di Universitas Hasanuddin. Dalam beberapa tahun terakhir, Fakultas Teknik Unhas menerima ribuan mahasiswa baru tiap tahunnya. Dengan adanya jumlah mahasiswa yang besar, mendorong diperlukannya beragam fasilitas penunjang kegiatan-kegiatan civitas akademika Fakultas Teknik Unhas, baik untuk dosen maupun mahasiswa. Salah satu fasilitas yang saat ini diperlukan adalah sebuah auditorium fakultas.

Dengan adanya auditorium fakultas, diharapkan dapat menjadi tempat berbagai kegiatan indoor yang melibatkan orang dalam jumlah yang besar. Untuk menghindari kegagalan struktur auditorium yang dapat menimbulkan kerugian jiwa maupun materi, maka diperlukan perencanaan struktur yang aman dan mengacu pada kaidah-kaidah perencanaan struktur yang berlaku. Perencanaan auditorium sudah pernah dibuat oleh konsultan perencana pada tahun 2015, namun belum pernah di ekspos dan konstruksinya belum dibangun karena dana belum tersedia.

Berkaitan dengan latar belakang diatas, penulis mencoba membuat suatu alternatif perencanaan. Yang kemudian disusun menjadi sebuah tugas akhir dengan judul "Alternatif Desain Struktur Auditorium Fakultas Teknik Unhas".

B. Rumusan Masalah

Berdasarkan latar belakang yang ada, maka permasalahan yang akan ditinjau dalam tugas akhir ini adalah bagaimana mendesain elemen struktur dan pondasi Auditorium Fakultas Teknik Unhas yang aman terhadap beban gravitasi dan beban gempa sesuai dengan standar yang berlaku.

C. Tujuan Penulisan

Tujuan penulisan tugas akhir ini adalah untuk mendesain dimensi dan penulangan elemen struktur serta pondasi Auditorium Fakultas Teknik Unhas yang aman terhadap beban gravitasi dan beban gempa sesuai dengan standar yang berlaku.

D. Batasan Masalah

Batasan masalah pada tugas akhir ini adalah sebagai berikut:

1. Perencanaan struktur bangunan difokuskan pada perencanaan dimensi kolom, balok, pelat, dan pondasi beserta masing-masing dimensi tulangnya.
2. Untuk elemen struktur kolom, balok, pelat dan pondasi direncanakan dengan struktur beton bertulang.
3. Untuk struktur rangka atap auditorium pada tugas akhir ini tidak dilakukan analisis, dikarenakan bentuk arsitektur yang kompleks dan sulit dimodelkan (berbentuk cangkang telur) serta gambar arsitek yang kurang lengkap. Sehingga sebagai pengganti beban

atap diambil nilai sebesar 500 kN untuk setiap kolom tempat atap direncanakan untuk bertumpu.

4. Perencanaan struktur tidak memperhitungkan beban mekanikal dan elektrik bangunan.
5. Pemodelan dan analisis struktur dilakukan dengan menggunakan software Autodesk AutoCAD 2018 dan CSI ETABS versi 17.

BAB 2. TINJAUAN PUSTAKA

A. Pembebanan Struktur

Menurut peraturan pembebanan SNI 1727:2013, dalam perencanaan struktur bangunan, diharapkan struktur dapat menahan beban yang diterima sehingga memiliki kekuatan dan kekakuan yang cukup untuk memberikan stabilitas struktural, melindungi komponen nonstruktural dan sistem. Pembebanan struktur pada tugas akhir ini secara umum terdiri dari beban mati, beban hidup dan beban gempa.

A.1. Beban Mati

Beban mati adalah berat seluruh bahan konstruksi bangunan gedung yang terpasang, termasuk dinding, lantai, atap, plafon, tangga, dinding partisi tetap, *finishing*, klading gedung dan komponen arsitektural dan struktural lainnya serta peralatan layan terpasang lain termasuk berat derek dan sistem pengangkut material.

A.2. Beban Hidup

Beban hidup adalah beban yang tidak senantiasa tetap dan timbul akibat bekerjanya gaya-gaya luar pada konstruksi. Contoh dari beban hidup adalah manusia, furniture, peralatan yang dapat bergerak, kendaraan dan barang-barang dalam gudang. Beban hidup dapat berbeda-beda nilainya tergantung fungsi ruangan/bangunan. Misal bangunan difungsikan sebagai hunian apartemen, ruang pertemuan, basement, restoran, dan lain-lain.

A.3. Beban Gempa

Beban gempa direncanakan mengacu pada peraturan SNI 1726:2012 tentang tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung. Pembebanan akibat dari pengaruh gerakan tanah dapat dimodelkan dengan beban statik ataupun beban dinamik. Analisis gempa dinamik yang biasa digunakan adalah analisis respon spektrum atau analisis riwayat waktu (*time history*). Pada tugas akhir ini analisis yang digunakan adalah analisis respon spektrum.

B. Perencanaan Struktur Tahan Gempa

Perancangan bangunan akibat beban gempa berbeda dengan konsep perancangan akibat beban statis, sehingga beban gempa menjadi perhatian khusus dalam perencanaan struktur bangunan. Besarnya tingkat pembebanan gempa berbeda-beda dari satu wilayah dengan wilayah yang lain, yang tergantung pada keadaan seismotektonik, geografi, dan geologi setempat. Analisa gempa pada bangunan tinggi perlu dilakukan karena pertimbangan keamanan struktur dan kenyamanan penghuni bangunan. Konsep dasar bangunan tahan gempa menurut Moestopo (2012) secara umum adalah sebagai berikut:

1. Bangunan tidak boleh rusak komponen struktural maupun nonstruktural ketika mengalami gempa kecil yang sering terjadi.
2. Bangunan tidak boleh rusak komponen strukturalnya ketika mengalami gempa sedang yang hanya terjadi sesekali.

3. Bangunan tidak boleh runtuh ketika mengalami gempa besar yang sangat jarang terjadi.

Perencanaan bangunan tahan gempa diatur di SNI 1726:2012 dan tergantung pada kategori risiko, parameter percepatan spektral desain, kategori desain seismik, dan sistem struktur yang digunakan. Perbedaan dari parameter-parameter tersebut akan memberikan perbedaan dalam perencanaan dari berbagai aspek, terutama pada besarnya gaya gempa yang harus diperhitungkan agar bangunan yang direncanakan dapat mencapai level kinerja struktur yang diharapkan (Alif M. Reza, 2019).

B.1. Kategori Risiko Bangunan

Bangunan tahan gempa terbagi menjadi empat kategori risiko bangunan berdasarkan jenis pemanfaatan atau fungsi dari bangunan tersebut. Singkatnya, semakin penting kegunaan dari bangunan tersebut maka bangunan tersebut akan masuk ke dalam kategori risiko yang lebih tinggi. Hal tersebut dimaksudkan agar beban gempa yang diperhitungkan menjadi lebih besar dan risiko kerusakan dari bangunan dengan fungsi penting menjadi lebih rendah. Pembagian kategori risiko bangunan terdapat pada Tabel 1 SNI 1726:2012. Dari kategori risiko yang didapatkan, dapat ditentukan faktor keutamaan gempa, I_e , sebagai salah satu parameter seismik struktur yang merupakan faktor amplifikasi beban gempa. Penentuan faktor keutamaan gempa diambil berdasarkan SNI 1726:2012 Tabel 2.

B.2. Parameter Percepatan Spektral Desain

Terdapat dua parameter percepatan spektral desain yang diperlukan dalam perencanaan struktur tahan gempa, yaitu untuk perioda pendek (S_{DS}) dan untuk perioda 1 detik (S_{D1}). Kedua parameter tersebut ditentukan oleh lokasi dan kelas situs tanah dari bangunan yang direncanakan.

1. Percepatan gempa di batuan dasar pada perioda pendek (S_S) dan pada perioda 1 detik (S_1) diperoleh dari peta Gambar 9 dan Gambar 10 SNI 1726:2012 atau dari situs http://puskim.pu.go.id/Aplikasi/desain_spektra_indonesia_2011/.
2. Kelas situs ditentukan berdasarkan kondisi tanah tempat bangunan didirikan dan telah diatur pada Tabel 3 SNI 1726:2012. Dari kelas situs tersebut, dapat ditentukan koefisien situs (F_A dan F_V) berdasarkan Tabel 4 dan Tabel 5 SNI 1726:2012.

B.3. Kategori Desain Seismik

Setelah mendapatkan kategori risiko dan nilai parameter percepatan spektral desain dari bangunan yang direncanakan, bangunan tersebut diklasifikasikan ke dalam beberapa kategori desain seismik. Menurut Tabel 6 dan Tabel 7 SNI 1726:2012, Kategori Desain Seismik ditentukan berdasarkan S_{DS} , S_{D1} , dan kategori risiko bangunan.

B.4. Sistem Struktur

Berdasarkan Tabel 9 SNI 1726:2012, sistem struktur penahan gaya seismik terbagi ke dalam banyak jenis. Akan tetapi pada tugas akhir ini digunakan sistem struktur rangka beton pemikul momen, sehingga hanya terdapat tiga pilihan sistem struktur yang dapat digunakan, yaitu:

- Sistem Rangka Beton Pemikul Momen Khusus
- Sistem Rangka Beton Pemikul Momen Menengah
- Sistem Rangka Beton Pemikul Momen Biasa

Ketiga sistem struktur pemikul momen tersebut memiliki kesamaan, yaitu energi gempa yang dipikul oleh struktur bangunan tidak sepenuhnya dilawan oleh kekuatan dari struktur, tetapi juga akan diakomodasi oleh deformasi pada struktur. Deformasi tersebut dapat terus terbentuk tanpa menyebabkan struktur mengalami keruntuhan karena energi gempa yang datang diharapkan terserap oleh titik-titik yang telah direncanakan akan leleh dan menjadi sendi plastis (umumnya pada ujung-ujung balok dan di dasar kolom). Semakin banyak sendi plastis yang dapat terbentuk, semakin besar pula deformasi yang akan dialami struktur sebelum akhirnya runtuh. Dengan semakin besarnya energi gempa yang diserap melalui kelelahan dan deformasi tersebut, maka besarnya gaya yang perlu dipikul oleh struktur dapat menjadi lebih kecil. Ketiga sistem struktur tersebut membedakan berapa perkecilan gaya yang boleh dilakukan dan berapa perbesaran deformasi yang harus diperhitungkan (Alif Muhammad Reza, 2019).

Setelah mengetahui sistem struktur yang digunakan, dapat diketahui parameter-parameter seismik bangunan yang terdiri atas koefisien modifikasi respons (R), faktor kuat lebih sistem (Ω), dan faktor pembesaran defleksi (C_d), serta dapat diketahui pula batasan tinggi struktur untuk tiap-tiap kategori desain seismik. Nilai-nilai tersebut telah ditentukan pada Tabel 9 SNI 1726:2012.

C. Kombinasi Pembebanan

Berdasarkan SNI 1726:2012, struktur dan komponen-elemen struktur serta elemen-elemen fondasi harus dirancang sedemikian hingga kuat rencananya sama atau melebihi pengaruh beban-beban terfaktor dengan kombinasi-kombinasi sebagai berikut.

1. $1,4D$
2. $1,2D + 1,6L + 0,5 (Lr \text{ atau } R)$
3. $1,2D + 1,6 (Lr \text{ atau } R) + (1,0L \text{ atau } 0,5W)$
4. $1,2D + 1,0W + 1,0L + 0,5 (Lr \text{ atau } R)$
5. $1,2D + 1,0E + 1,0L$
6. $0,9D + 1,0W$
7. $0,9D + 1,0E$

Pada SNI 1726:2012 pasal 7.4.2 disebutkan bahwa pengaruh gempa vertikal harus diperhitungkan dalam analisis. Pengaruh gempa vertikal dalam kombinasi pembebanan sebesar $0.20 S_{DS} DL$ di mana DL adalah beban mati. Dalam analisis pengaruh gempa tidak boleh hanya

dianalisis bekerja satu arah. Oleh karena itu perlu dimasukkan pengaruh orthogonal gempa. Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.5.4 pengaruh orthogonal gempa didefinisikan sebagai pengaruh kombinasi beban 100 persen gaya gempa untuk satu arah ditambah 30 persen gaya untuk arah tegak lurus nya. Arah beban gempa dapat terjadi searah atau berlawanan arah sehingga dalam kombinasi beban gempa digunakan nilai plus dan minus. Sehingga untuk kombinasi pembebanan nomor 5 dan 7 memiliki bentuk sebagai berikut.

- $(1.20 + 0.2 S_{DS}) DL + \rho E_h + LL$
- $(0.9 - 0.2 S_{DS}) DL + \rho E_h$

E_h merupakan pengaruh gaya gempa horizontal sedangkan pengaruh gaya gempa vertikal dinyatakan oleh $0.2S_{DS}DL$. Kemudian ρ adalah faktor redundansi, untuk kategori desain seismik B atau C nilainya adalah 1,0 dan untuk kategori desain seismik D, E, dan F nilainya adalah 1,3. Untuk kombinasi pembebanan nomor 4 dan 6 tidak dimasukkan karena pada tugas akhir ini beban angin tidak diperhitungkan. Sehingga penjabaran kombinasi pembebanan yang digunakan adalah sebagai berikut.

1. 1,4D
2. $1,2D + 1,6L + 0,5 (Lr \text{ atau } R)$
 - 2.1. $1,2D + 1,6L + 0,5Lr$
 - 2.2. $1,2D + 1,6L + 0,5R$
3. $1,2D + 1,6 (Lr \text{ atau } R) + (L \text{ atau } 0,5W)$
 - 3.1. $1,2D + 1,6Lr + L$

- 3.2. $1,2D + 1,6R + L$
4. $1,2D + 1,0W + L + 0,5 (Lr \text{ atau } R)$
5. $1,2D + 1,0E + L$
- 5.1. $(1,2 + 0,2S_{DS})D + 1,0L + \rho(0,3E_x + 1E_y)$
- 5.2. $(1,2 + 0,2S_{DS})D + 1,0L + \rho(0,3E_x - 1E_y)$
- 5.3. $(1,2 + 0,2S_{DS})D + 1,0L - \rho(0,3E_x + 1E_y)$
- 5.4. $(1,2 + 0,2S_{DS})D + 1,0L - \rho(0,3E_x - 1E_y)$
- 5.5. $(1,2 + 0,2S_{DS})D + 1,0L + \rho(0,3E_y + 1E_x)$
- 5.6. $(1,2 + 0,2S_{DS})D + 1,0L + \rho(0,3E_y - 1E_x)$
- 5.7. $(1,2 + 0,2S_{DS})D + 1,0L - \rho(0,3E_y + 1E_x)$
- 5.8. $(1,2 + 0,2S_{DS})D + 1,0L - \rho(0,3E_y - 1E_x)$
6. $0,9D + 1,0W$
7. $0,9D + 1,0E$
- 7.1. $0,9 - 0,2S_{DS})D + \rho(0,3E_x + 1E_y)$
- 7.2. $(0,9 - 0,2S_{DS})D + \rho(0,3E_x - 1E_y)$
- 7.3. $(0,9 - 0,2S_{DS})D - \rho(0,3E_x + 1E_y)$
- 7.4. $(0,9 - 0,2S_{DS})D - \rho(0,3E_x - 1E_y)$
- 7.5. $(0,9 - 0,2S_{DS})D + \rho(0,3E_y + 1E_x)$
- 7.6. $(0,9 - 0,2S_{DS})D + \rho(0,3E_y - 1E_x)$
- 7.7. $(0,9 - 0,2S_{DS})D - \rho(0,3E_y + 1E_x)$
- 7.8. $(0,9 - 0,2S_{DS})D - \rho(0,3E_y - 1E_x)$

D. Perencanaan Elemen Struktur Atas

D.1 Balok

Perencanaan Balok Terhadap Lentur

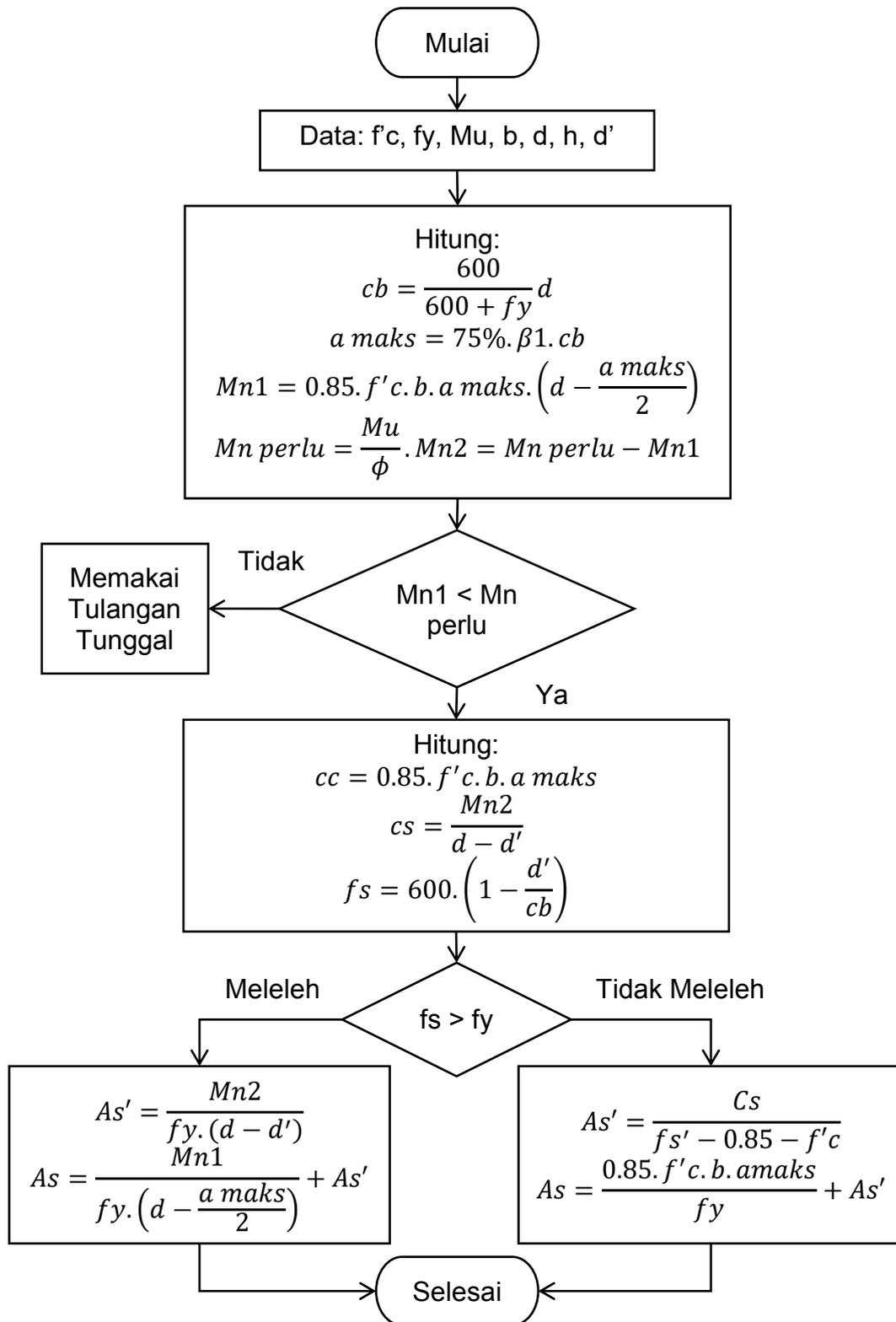
Beban-beban yang bekerja pada struktur, baik yang berupa beban gravitasi (berarah vertikal) maupun beban-beban lain, seperti beban gempa (dapat berarah horizontal), menyebabkan adanya lentur dan deformasi pada elemen struktur. Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 10.2, desain kekuatan komponen struktur untuk beban lentur dan aksial didasarkan pada pemenuhan kondisi keseimbangan dan kompatibilitas regangan yang sesuai dan asumsi sebagai berikut ini.

- a. Regangan pada tulangan dan beton harus diasumsikan berbanding lurus dengan jarak dari sumbu netral. Dimana regangan maksimum yang dapat dimanfaatkan pada serat tekan beton terluar harus diasumsikan sama dengan 0,003.
- b. Tegangan pada tulangan yang nilainya lebih kecil daripada kekuatan leleh f_y harus diambil sebesar E_s dikalikan regangan baja. Untuk regangan yang nilainya lebih besar dari regangan leleh yang berhubungan dengan f_y , tegangan pada tulangan harus diambil sama dengan f_y .
- c. Hubungan antara distribusi tegangan tekan beton dan regangan beton boleh diasumsikan berbentuk persegi, trapesium, parabola, atau bentuk lainnya yang menghasilkan perkiraan kekuatan yang cukup baik bila dibandingkan dengan hasil pengujian tekan.

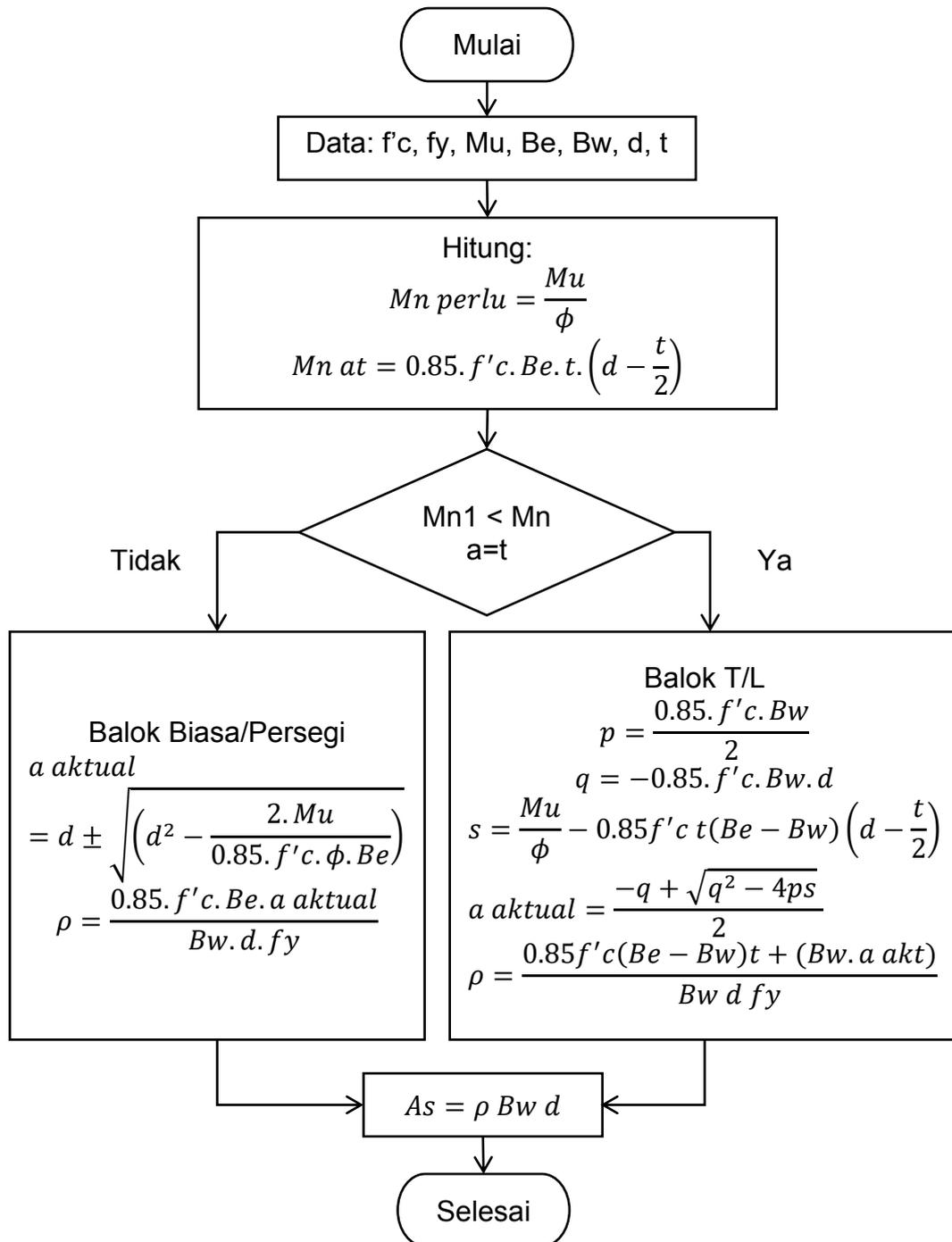
Ketentuan ini dapat dipenuhi oleh suatu distribusi tegangan beton persegi ekuivalen sebagai berikut:

1. Tegangan beton sebesar $0,85f_c$ diasumsikan terdistribusi secara merata pada daerah tekan ekuivalen yang dibatasi oleh tepi penampang dan suatu garis lurus yang sejajar dengan sumbu netral sejarak $a = \beta_1 c$ dari serat dengan regangan tekan maksimum.
2. Jarak dari serat dengan regangan maksimum ke sumbu netral, c , harus diukur dalam arah tegak lurus terhadap sumbu netral.
3. Untuk f_c antara 17 dan 28 MPa, β_1 harus diambil sebesar 0,85. Untuk f_c diatas 28 MPa, β_1 harus direduksi sebesar 0,05 untuk setiap kelebihan kekuatan sebesar 7 MPa diatas 28 MPa, tetapi β_1 tidak boleh diambil kurang dari 0,65.

Pada suatu struktur lantai beton, maka pelat dan balok pada umumnya dikonstruksikan secara monolit sehingga kesatuan pelat dan pemikulnya membentuk penampang bentuk T (balok dalam) dan L (balok pinggir). Pelat akan berlaku sebagai lapis sayap tekan (flens) dan balok sebagai badan. Langkah-langkah dalam mendesain balok T dan L dapat dilihat pada gambar 2, sedangkan langkah-langkah dalam mendesain balok tulangan rangkap dapat dilihat pada gambar 1.



Gambar 1. Metode Desain Balok Tulangan Rangkap

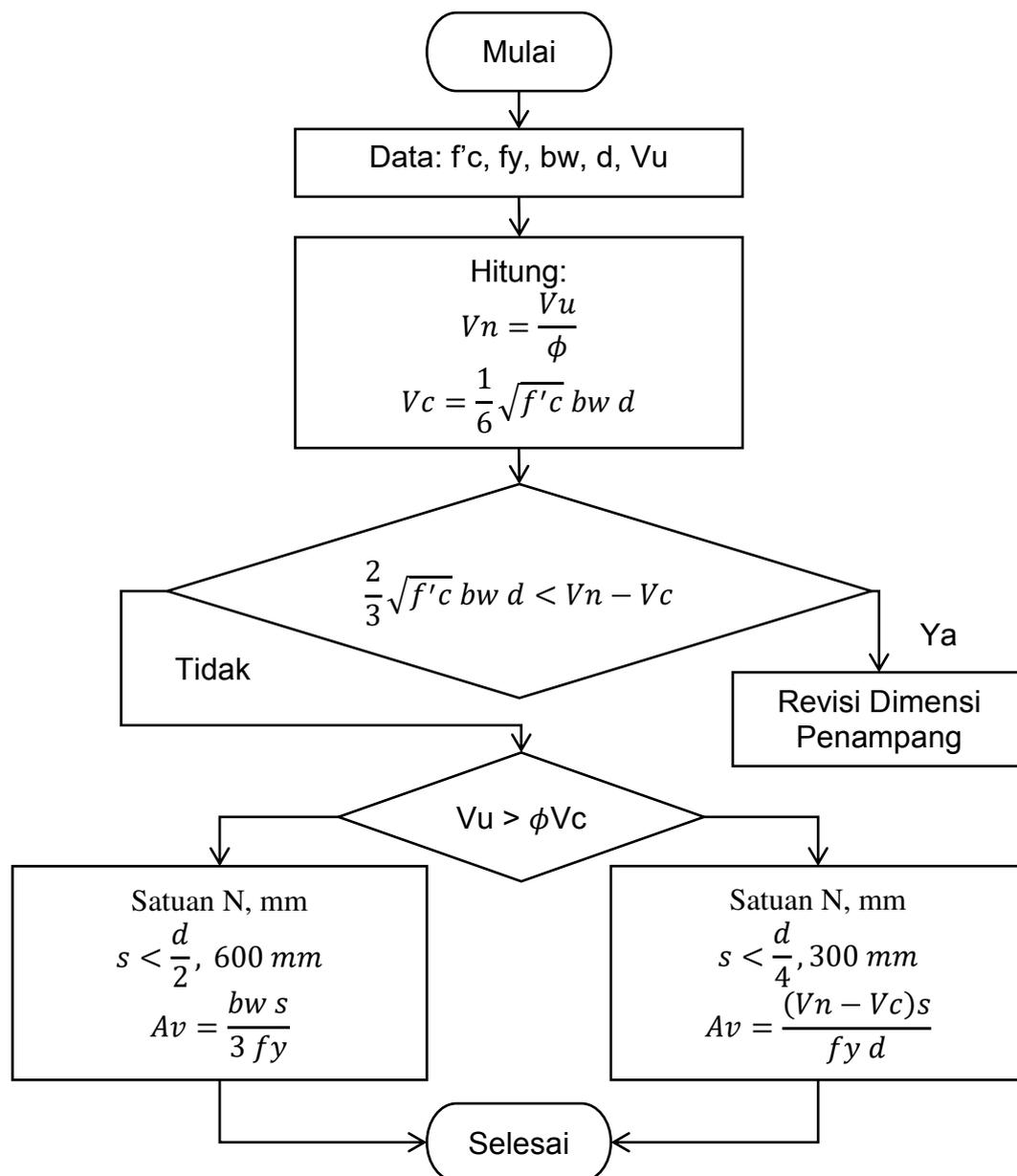


Gambar 2. Metode Desain Balok T dan L

Perencanaan Balok Terhadap Geser

Menurut Edward G. Nawy (2010), kekuatan tarik beton jauh lebih kecil dibandingkan dengan kekuatan tekannya maka desain balok

terhadap geser merupakan hal yang sangat penting dalam struktur beton. Perilaku beton bertulang pada keadaan runtuh karena geser sangat berbeda dengan keruntuhan karena lentur. Balok tersebut langsung hancur tanpa adanya peringatan terlebih dahulu. Langkah-langkah dalam mendesain tulangan geser balok dapat dilihat pada gambar 3.



Gambar 3. Metode Desain Tulangan Geser Balok

Perencanaan Balok Terhadap Torsi

Torsi terjadi pada konstruksi beton monolit, terutama apabila beban bekerja pada jarak yang tidak nol dari sumbu memanjang batang struktural. Balok ujung dari panel lantai, balok tepi yang menerima beban dari satu sisi, atap kanopi dari halte bus yang ditumpu oleh sistem balok di atas kolom, balok keliling pada lubang lantai, dan juga tangga melingkar, semuanya merupakan contoh elemen struktural yang mengalami momen puntir. Beberapa hal terkait torsi pada balok sesuai SNI 2847:2013 adalah sebagai berikut.

1. Tulangan yang dibutuhkan untuk menahan torsi harus ditambahkan pada tulangan yang dibutuhkan untuk menahan lentur (tulangan longitudinal) dan untuk menahan geser (beugel).
2. Pengaruh torsi dapat diabaikan jika momen puntir terfaktor memenuhi syarat sebagai berikut.

$$T_u \leq \phi 0.083 \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right) \quad (1)$$

Dimana,

A_{cp} = luas penampang bruto

P_{cp} = keliling penampang bruto

3. Kebutuhan tulangan sengkang tambahan untuk torsi per meter panjang balok ($S=1000$ mm)

$$A_t = \frac{T_n \cdot S}{2 \cdot 0.85 \cdot A_o \cdot h \cdot f_{yt} \cdot \cot \theta} \quad (2)$$

Dimana:

A_t = luas sengkang untuk torsi

S = bentang balok yang dipasang sengkang torsi

A_{oh} = tegangan leleh tulangan sengkang

f_{yt} = tegangan leleh tulangan sengkang

θ = sudut retak = 45°

4. Kebutuhan tulangan longitudinal tambahan untuk menahan torsi yaitu:

$$A_l = \frac{A_l}{s} p h \frac{f_{yt}}{f_y} \cot^2 \theta \quad (3)$$

Dimana:

A_l = luas tulangan longitudinal torsi

$p h$ = keliling daerah yang dibatasi oleh sengkang tertutup

f_y = tegangan leleh tulangan longitudinal torsi

s = spasi tulangan torsi yang dipasang di sekeliling perimeter dalam beugel tertutup

5. Luas minimum sengkang tertutup kombinasi geser dan torsi per meter panjang balok ($S=1000$ mm) yaitu:

$$A_v + 2A_t = 0.062 \sqrt{f'c} \frac{b s}{f_{yt}} \quad (4)$$

$$A_v + A_t \geq \frac{b s}{3 f_{yt}} \quad (5)$$

6. Luas total tulangan longitudinal (untuk tulangan lentur dan torsi) yaitu:

$$A_l + A_{st} \geq \frac{5 \sqrt{f'c} A_{cp}}{12 f_y} - \left(\frac{A_t}{s} \right) p h \frac{f_{yt}}{f_y} \quad (6)$$

$$\frac{A_t}{s} \geq \frac{b}{6 f_{yt}} \quad (7)$$

7. Spasi tulangan beugel torsi:

$$S = \frac{n \frac{1}{4} \pi D^2 S}{Av + At} \quad (8)$$

$$S \leq \frac{ph}{8} \text{ dan } s \leq 300 \text{ mm} \quad (9)$$

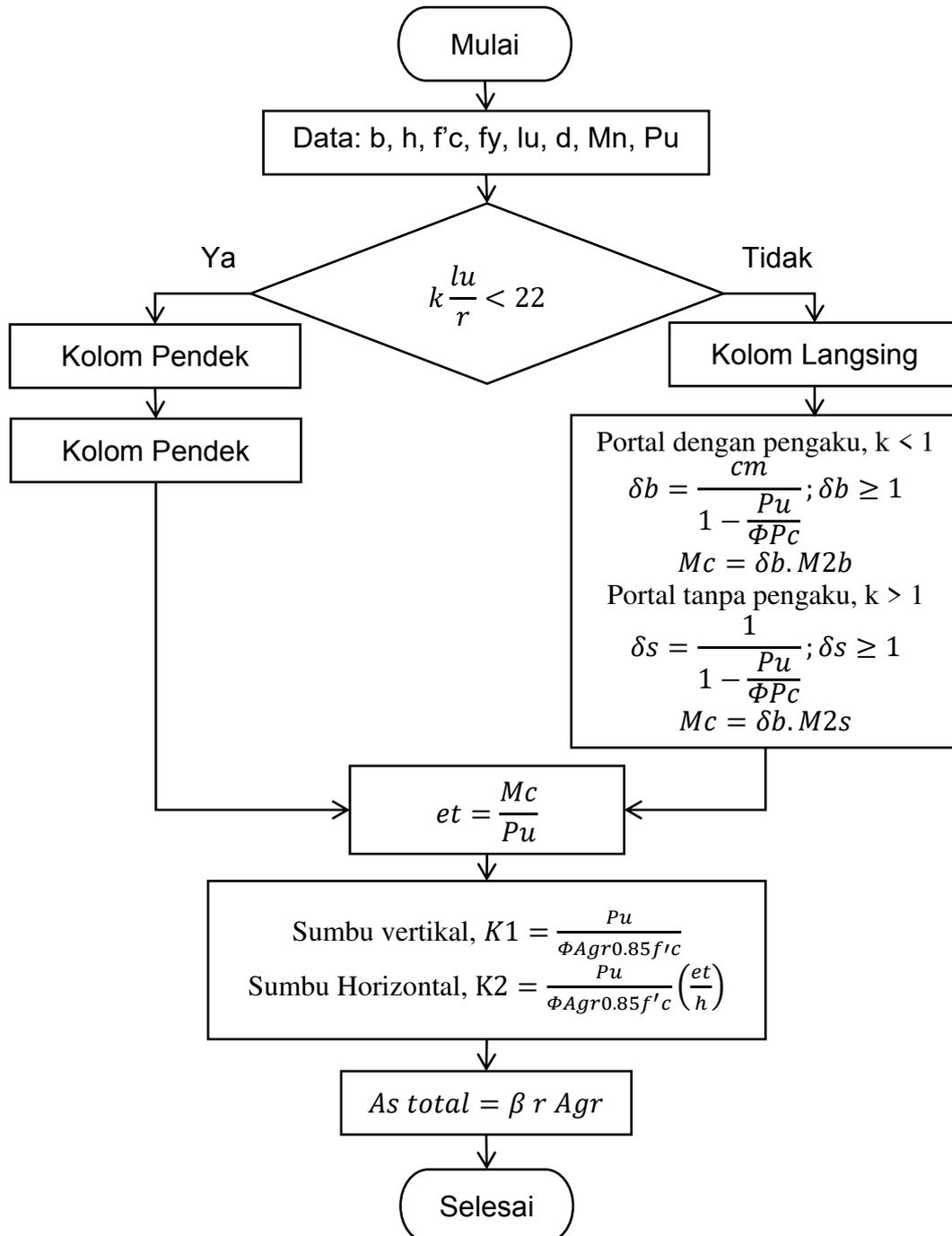
8. Tulangan longitudinal torsi dipasang di sekeliling dalam beugel tertutup $s \leq 300 \text{ mm}$
9. Diameter tulangan longitudinal torsi $D \geq 10 \text{ mm}$ dan $D \geq S/4$

D.2 Kolom

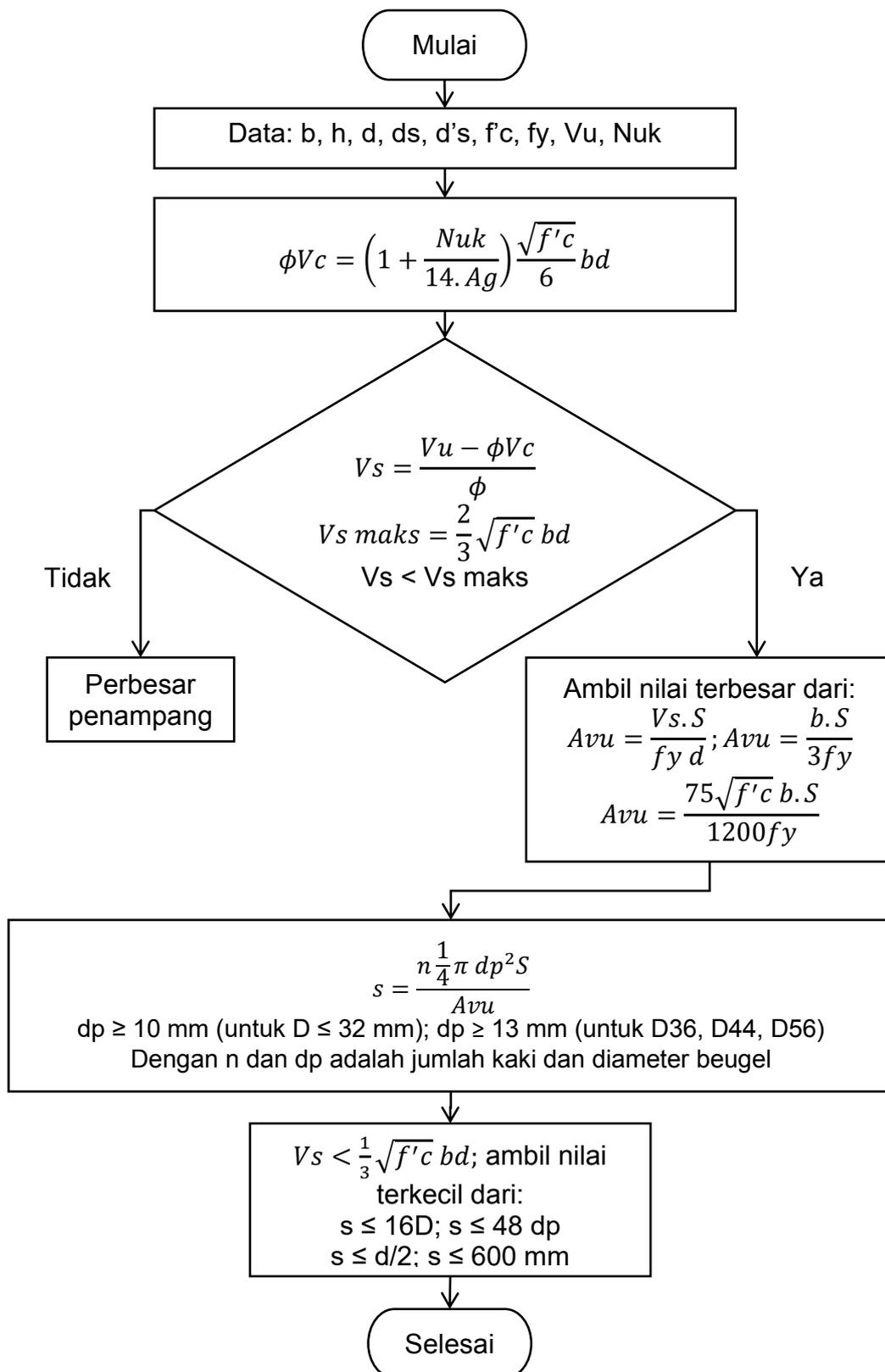
Menurut Edward G. Nawy, kolom adalah batang tekan vertikal dari rangka (*frame*) struktural yang memikul beban dari balok. Kolom meneruskan beban-beban dari elevasi atas ke elevasi yang lebih di bawah hingga akhirnya sampai ke tanah melalui pondasi. Karena kolom merupakan komponen tekan, maka keruntuhan pada satu kolom merupakan lokasi kritis yang dapat menyebabkan runtuhnya (*collapse*) lantai yang bersangkutan, dan juga runtuh batas total (*ultimate total collapse*) seluruh strukturnya. Kekuatan kolom di evaluasi berdasarkan prinsip-prinsip dasar sebagai berikut:

1. Distribusi regangannya linier diseluruh tebal kolom
2. Tidak ada gelincir antara beton dengan tulangan baja
3. Regangan beton maksimum yang diizinkan pada keadaan gagal adalah 0,003
4. Kekuatan tarik beton diabaikan dan tidak digunakan dalam perhitungan

Langkah-langkah dalam mendesain tulangan longitudinal dan geser kolom dengan dapat dilihat pada gambar 4 dan 5 berikut.



Gambar 4. Metode Desain Tulangan Longitudinal Kolom



Gambar 5. Metode Desain Tulangan Geser Kolom

D.3 Pelat

Menurut Ali Asroni (2010), yang dimaksud pelat beton bertulang yaitu struktur tipis yang dibuat dari beton bertulang dengan bidang yang arahnya horizontal, dan beban yang bekerja tegak lurus pada bidang struktur tersebut. Ketebalan bidang pelat ini relatif sangat kecil apabila dibandingkan dengan bentang panjang/lebar bidangnya. Sistem perencanaan tulangan pelat pada dasarnya dibagi menjadi dua macam, yaitu sistem perencanaan pelat dengan satu arah (one way slab) dan sistem perencanaan pelat dengan tulangan pokok dua arah (two way slab).

1. Pelat satu arah adalah pelat yang panjangnya dua kali atau lebih besar dari pada lebarnya. Pelat dengan tulangan pokok satu arah akan dijumpai jika pelat beton lebih dominan menahan beban yang berupa momen lentur pada bentang satu arah saja.
2. Persyaratan jenis pelat lantai dua arah jika perbandingan dari bentang panjang terhadap bentang pendek kurang dari dua. Beban pelat lantai pada jenis ini disalurkan ke empat sisi pelat atau ke empat balok pendukung, akibatnya tulangan utama pelat diperlukan pada kedua arah sisi pelat. Permukaan lendutan pelat mempunyai kelengkungan ganda.

Adapun urutan perhitungan tebal pelat yaitu sebagai berikut:

1. Menghitung nilai α_1 dan α_2 dengan persamaan berikut (SNI 2847:2013 Pasal 13.6.1.6).

$$\alpha = \frac{E_c b I_b}{E_c s I_s} \quad (10)$$

2. Menghitung nilai α_{fm} (rata-rata α_1 dan α_2)
3. Menghitung tebal pelat dengan persamaan berikut jika $\alpha_{fm} > 2$ (SNI 2847:2013 Pasal 9.5.3.3).

$$h = \frac{\ln \left(0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9 \beta} \quad (11)$$

4. Menentukan momen statis total rencana pada kedua arah yang saling tegak lurus dan lakukan pemeriksaan sekali lagi dengan memasukkan nilai ke dalam persamaan tebal minimum pelat.
5. Mendistribusikan momen desain total rencana untuk mendesain penampang terhadap momen negatif dan positif.
6. Mendistribusikan momen desain negatif dan positif ke jalur kolom, jalur tengah, dan balok (apabila ada). Jalur kolom mempunyai lebar 25% dari lebar portal ekuivalen pada masing-masing sisi pusat dari kolom, sedangkan jalur tengah adalah sisanya.
7. Merencanakan ukuran dan distribusi penulangan kedua arah yang saling tegak lurus tersebut.

E. Perencanaan Pondasi

Suatu elemen pondasi harus mampu mendistribusikan dan mentransmisikan beban-beban mati maupun beban-beban dinamik dari struktur atas ke lapisan tanah berupa beban aksial momen dan beban lateral, sehingga tidak terjadi penurunan yang besar. Pemilihan jenis pondasi pada dasarnya bergantung pada letak kedalaman tanah keras.

Pada umumnya jenis pondasi dapat dikelompokkan menjadi dua bagian besar, yaitu pondasi dangkal (yang memiliki dasar pondasi pada kedalaman maksimal 2 meter dari muka tanah asli) serta pondasi dalam (yang memiliki dasar pondasi pada kedalaman tanah keras lebih dari 2 meter) (Agus Setiawan, 2016)

Pada tugas akhir jenis pondasi yang digunakan adalah pondasi dalam jenis tiang pancang (spun pile). Dikarenakan tanah keras yang berada pada kedalaman lebih dari 2 meter, dan lokasi rencana bangunan dibangun bukanlah daerah perkotaan padat penduduk (instalasi pondasi tiang dengan pemancangan biasanya menyebabkan getaran dan kebisingan yang cukup besar). Data tanah dapat dilihat pada bab 3.

E.1. Pondasi Tiang

Kapasitas pondasi tiang dapat diperkirakan berdasarkan rumus-rumus empiris yang ada dengan memanfaatkan data-data sifat mekanik tanah yang diperoleh dari pengujian CPT atau SPT. Namun demikian guna memberi jaminan tentang kapasitas tiang, di lapangan pada umumnya dilakukan uji beban atau uji PDA sebanyak minimal 10% dari jumlah seluruh tiang pancang yang ada (Agus Setiawan, 2016).

Meskipun banyak sekali investigasi (baik itu teoritis dan eksperimental) yang telah dilakukan untuk memprediksi perilaku dan kapasitas daya dukung pondasi tiang pada tanah granular dan kohesif, mekanismenya belum sepenuhnya dimengerti dan mungkin tidak akan pernah. Dengan demikian desain dan analisis pondasi tiang dapat

dipertimbangkan untuk dianggap sebagai suatu bagian dari seni (*state of the art*), sebagai akibat dari ketidakpastian yang terjadi pada beberapa kondisi lapisan tanah (Braja M. Das, 2011).

E.2. Estimasi Kedalaman Pondasi Tiang

Secara umum pondasi tiang dapat dibagi menjadi 2 kategori utama, yaitu tergantung dari panjang dan mekanisme transfer beban ke tanah: (a) *point bearing piles* atau pondasi tiang daya dukung ujung, dan (b) *friction piles* atau pondasi tiang daya dukung selimut.

Pondasi Tiang Daya Dukung Ujung

Jika hasil uji pengeboran (*boring log*) memperlihatkan terdapat lapisan batuan atau sejenisnya pada kedalaman yang masuk akal, maka pondasi tiang dapat didirikan sampai pada kedalaman lapisan batuan tersebut. Pada kasus ini, daya dukung ultimit pondasi tiang bisa saja diberikan hampir sepenuhnya oleh daya dukung ujung. Namun apabila yang didapati bukanlah lapisan batuan melainkan lapisan tanah dengan konsistensi cukup keras, maka pondasi tersebut juga dapat dianggap sebagai pondasi *point bearing*. Sehingga ada 2 kemungkinan daya dukung ultimit pada pondasi jenis ini yaitu yang ditunjukkan pada persamaan 12 dan 13 berikut.

$$Q_u = Q_p + Q_s \quad (12)$$

Ataupun jika Q_s terlalu kecil,

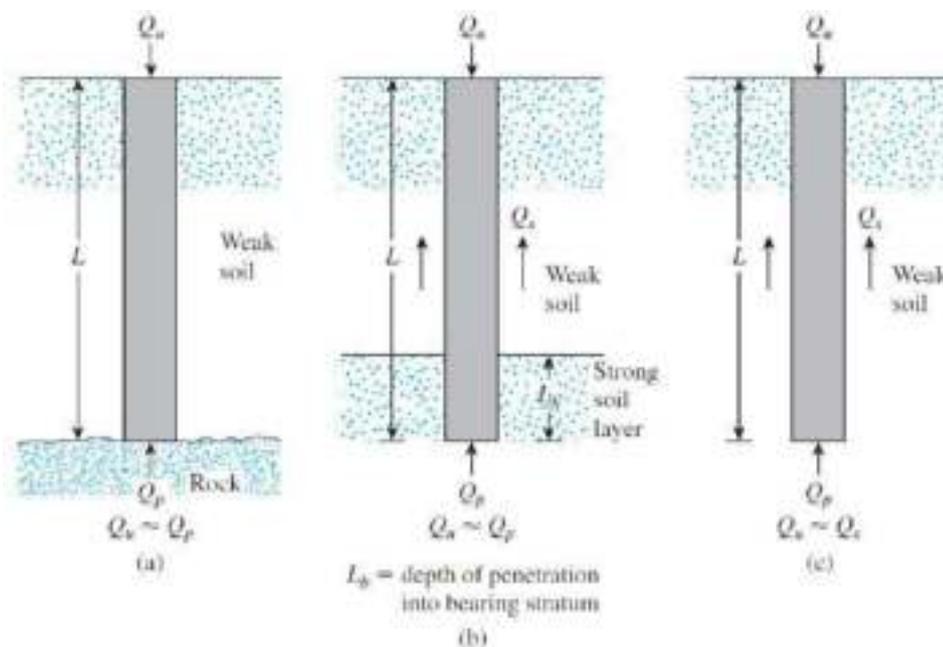
$$Q_u \cong Q_p \quad (13)$$

Dimana,

Q_p = beban yang dipikul pada ujung tiang

Q_s = beban yang dipikul pada selimut/sisi tiang (disebabkan perlawanan gesek antara tanah dan tiang)

Ilustrasi pondasi tiang daya dukung ujung dapat dilihat pada gambar 6 bagian a dan b.



Gambar 6. Ilustrasi Tipe Pondasi Tiang

Pondasi Tiang Daya Daya Dukung Selimut

Ketika tidak terdapat lapisan batuan atau tanah keras pada kedalaman yang masuk akal, pondasi *point bearing* bisa saja menjadi sangat dalam/panjang dan tentu tidak ekonomis. Pada jenis tanah seperti itu, tiang dipancang pada lapisan tanah lemah dengan kedalaman tertentu seperti ditunjukkan pada gambar 6 bagian c. Daya dukung ultimit dapat

dinyatakan seperti pada persamaan 12. Namun jika nilai dari Q_p relatif kecil, maka Q_u dapat dinyatakan seperti persamaan 14 berikut.

$$Q_u \cong Q_s \quad (14)$$

Pondasi jenis ini disebut *friction piles*, karena sebagian besar tahanan atau daya dukungnya berasal tahanan selimut/sisi tiang. Kedalaman dari pondasi tiang daya dukung selimut tergantung dari kekuatan gesek tanah, beban struktur atas yang bekerja, dan ukuran tiang.

Menurut Braja M. Das (2011), untuk menentukan kedalaman yang diperlukan pada pondasi tiang, dibutuhkan pemahaman yang baik mengenai interaksi tiang dan tanah, *judgement* yang baik, dan pengalaman. Prosedur teoritis untuk menghitung kapasitas daya dukung pondasi tiang akan dibahas pada sub-subbab berikutnya.

E.3. Daya Dukung Aksial Pondasi Tiang

Daya Dukung Ujung

Terdapat beberapa rumus atau persamaan yang diperlukan dalam menghitung daya dukung ujung pondasi tiang. Hal tersebut tergantung dari jenis tanah yang berada pada ujung tiang (secara umum terbagi atas tanah kohesif dan non-kohesif). Berdasarkan data tanah yang ada, maka pada tugas akhir ini persamaan yang digunakan adalah berdasarkan metode Meyerhof (15) dan Vesic (17) dalam menentukan daya dukung ujung pondasi tiang pada tanah kohesif (lempung).

Meyerhof

$$Q_p = 9 c_u A_p \quad (15)$$

Dimana,

c_u = kohesi tanah di ujung tiang

A_p = luasan tiang

Karena pada tugas akhir ini data uji tanah yang tersedia hanyalah uji SPT maka untuk mengetahui parameter kohesi diperlukan persamaan korelasi antara kohesi dan nilai N SPT. Berikut persamaan korelasi tersebut (Hara et al., 1971).

$$c_u = 0.29 N_{60}^{0.72} p_a \quad (16)$$

Dimana,

N_{60} = nilai N SPT

p_a = tekanan atmosfer (100 kN/m²)

Vesic

$$Q_p = A_p c_u N_c \quad (17)$$

Dimana,

N_c = faktor kapasitas daya dukung, dapat dihitung dengan persamaan 18

$$N_c = \frac{4}{3} (\ln Irr + 1) + \frac{\pi}{2} + 1 \quad (18)$$

Dimana,

Irr = indeks kekakuan tanah, dapat dihitung dengan persamaan 19

$$Irr = \frac{E_s}{3c_u} \quad (19)$$

Dimana,

E_s = modulus elastisitas tanah, nilainya dapat dihitung dengan persamaan 20

$$E_s = p_a \times m \quad (20)$$

Dimana,

m = 500-100 untuk tanah padat atau keras

Daya Dukung Selimut

Sama halnya dengan daya dukung ujung, dalam menentukan daya dukung selimut juga terdapat beberapa persamaan. Pada tugas akhir ini persamaan yang digunakan adalah persamaan Meyerhof (22) dan Briaud et al. (23) yang langsung menggunakan nilai N SPT. Adapun rumus umum dalam mengestimasi daya dukung selimut yaitu pada persamaan 21.

$$Q_s = p L f_{av} \quad (21)$$

Dimana,

p = keliling tiang

L = panjang tiang

f_{av} = tahanan selimut, dihitung dengan persamaan (22) atau (23)

Meyerhof (*high displacement driven piles* / pemancangan tiang yang menyebabkan perpindahan tanah disekitarnya cukup besar)

$$f_{av} = 0.02 p_a N_{60ave} \quad (22)$$

Dimana,

N_{60ave} = nilai N SPT rata-rata di sepanjang tiang

Briaud et al.

$$f_{av} = 0.224 p_a (N_{60ave})^{0.29} \quad (23)$$

E.4. Daya Dukung Lateral Pondasi Tiang

Daya dukung lateral pondasi tiang perlu dihitung untuk memastikan bahwa reaksi horizontal pada ujung kolom terbawah struktur bangunan (perletakan) tidak menyebabkan pondasi tiang mengalami perpindahan lateral yang besar ataupun pondasi tiang patah. Metode analisis yang sering digunakan adalah metode Brom. Brom (1965) mengembangkan solusi berdasarkan asumsi: (a) kegagalan geser pada tanah, yang merupakan kasus pada tiang pendek dan (b) lentur pada tiang, ditentukan oleh tahanan leleh plastis dari penampang tiang dan diaplikasikan pada tiang panjang. Penentuan tiang pendek dan tiang panjang berdasarkan nilai βL . Pada pondasi tiang yang ditahan oleh pile cap (*restrained pile*), pondasi tiang termasuk tiang panjang (*long piles*) jika nilai $\beta L > 1.5$. Dimana nilai β dihitung berdasarkan persamaan berikut.

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{K D}{E_p I_p}} \quad (24)$$

Dimana,

β = koefisien defleksi tiang

D = diameter pondasi tiang (m)

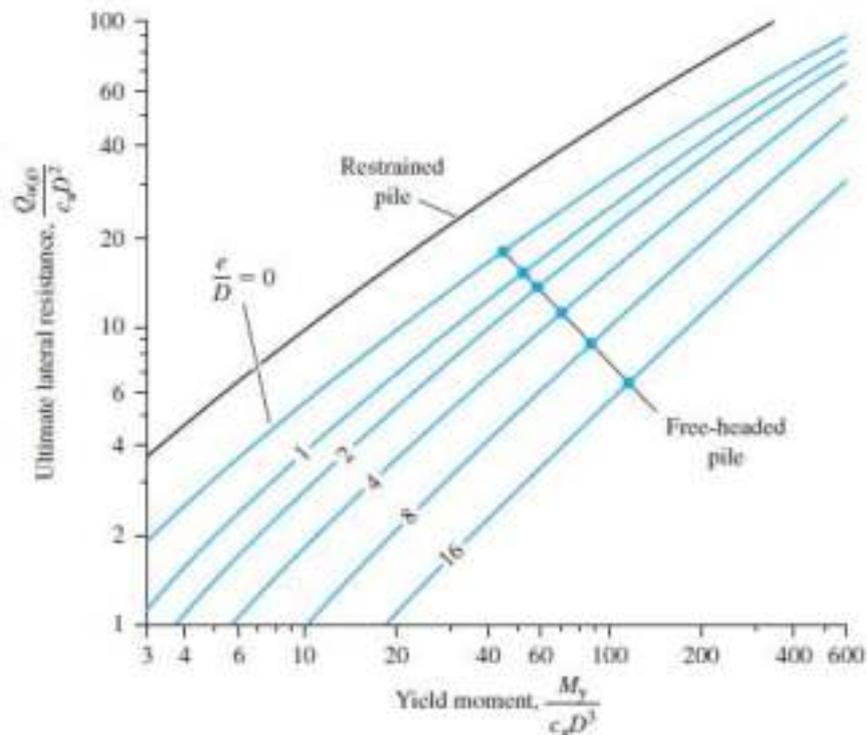
K = modulus horizontal tanah (kN/m^3)

E_p = modulus elastisitas tiang (kN/m^2)

I_p = momen inersia penampang (m^4)

Jika telah diketahui tiang termasuk tiang panjang atau pendek, maka daya dukung lateral ultimit dapat diketahui dari grafik Brom. Pada

gambar 7 diperlihatkan grafik Brom untuk tipe tiang panjang pada kondisi tanah kohesif.



Gambar 7. Grafik Solusi Brom Untuk Daya Dukung Lateral Ultimit

Nilai yang dibutuhkan untuk mendapatkan daya dukung lateral ultimit dari grafik ada tiga yaitu M_y , c_u , dan D . Dimana D adalah diameter pondasi tiang, c_u kohesi tanah, dan M_y adalah momen leleh tiang yang dapat dihitung dengan persamaan berikut.

$$M_y = S F_y \quad (25)$$

Dimana,

S = modulus penampang pondasi tiang

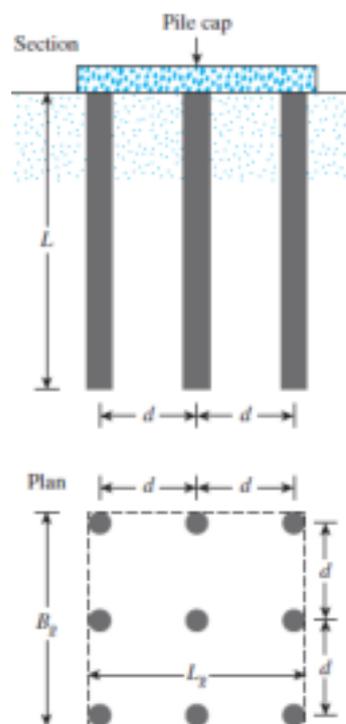
F_y = tegangan leleh material pondasi tiang

Namun biasanya nilai M_y telah tersedia pada data tiang pancang yang di produksi oleh pabrik (*precast*). Dengan menggunakan nilai $\frac{M_y}{c_u D^3}$ maka dari

grafik dapat diketahui nilai $\frac{Qu(g)}{cu D^2}$. Nilai $Qu(g)$ atau daya dukung ultimit lateral tiang kemudian bisa didapatkan karena nilai cu dan D telah diketahui.

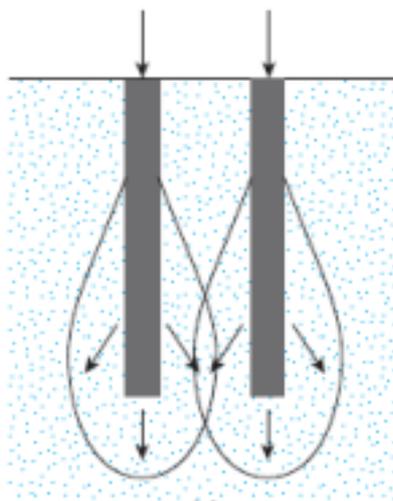
E.5. Pondasi Tiang Grup

Pondasi tiang biasanya bekerja secara grup untuk mentransfer beban yang bekerja ke tanah. Pile cap dibangun diatas grup pondasi tiang tersebut. Gambar 8 memperlihatkan ilustrasi pondasi tiang yang bekerja secara grup. Menurut Braja M. Das (2011), menentukan kapasitas daya dukung grup tiang adalah hal yang sangat rumit dan belum sepenuhnya terselesaikan. Namun pada tugas akhir ini digunakan rumus yang bersumber pada buku rekayasa pondasi karangan Braja M. Das.



Gambar 8. Pondasi Tiang Bekerja Secara Grup

Ketika pondasi bekerja secara grup maka nilai daya dukung nya dianggap sebagai satu kesatuan (Q_{group}) atau Q_g . Dan ketika pondasi tiang bekerja secara grup maka daya dukung 1 tiang tunggal bisa saja mengalami pengurangan. Terutama apabila tanah disekitar tiang adalah tanah lempung (kohesif) karena dapat menyebabkan zona perlemahan. Sedangkan pada tanah pasir (non-kohesif) dapat menyebabkan zona perkuatan antar tanah. Walaupun demikian jarak antar as pondasi tiang perlu ditetapkan untuk jenis tanah apapun. Nilai yang biasa digunakan adalah 2 sampai 3 kali diameter tiang. Gambar 9 memperlihatkan ilustrasi asumsi yang masuk akal bahwa zona *overlap* tanah bisa terjadi pada 2 buah pondasi tiang apabila jaraknya terlalu dekat.



Gambar 9. Interaksi Tanah Pada 2 Pondasi Tiang

Pengurangan nilai daya dukung tunggal 1 pondasi tiang disebut dengan efisiensi grup pondasi tiang. Efisiensi grup pondasi tiang dapat di definisikan dalam persamaan berikut.

$$\eta = \frac{Q_g(u)}{\Sigma Q_u} \quad (26)$$

Dimana,

η = efisiensi grup

$Q_g(u)$ = kapasitas daya dukung ultimit grup/kelompok tiang

Q_u = kapasitas daya dukung 1 tiang tanpa pengaruh efisiensi

Rumus efisiensi grup pondasi tiang yang paling sering digunakan adalah *Converse Labarre Equation*, yang persamaannya dapat diperlihatkan pada persamaan berikut.

$$\eta = 1 - \left[\frac{(n_1-1)n_2 + (n_2-1)n_1}{90n_1n_2} \right] \tan^{-1} \frac{D}{s} \quad (27)$$

Dimana,

n_1 = jumlah tiang arah x

n_2 = jumlah tiang arah y

D = diameter tiang

s = jarak antar as tiang

Dengan menggunakan persamaan 26 dan 27 dapat diketahui nilai daya dukung grup tiang (Q_g) yang kemudian akan digunakan dalam penentuan jumlah tiang berdasarkan beban yang bekerja.